

端部にスリットを有する変断面壁梁の実験およびモデル化の検討

Loading Tests and Modeling of Non-uniform Wall Girders with Vertical Slits along Columns

	松永 健太郎	KENTARO MATSUNAGA
	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
	新上 浩	HIROSHI SHINJO
構造設計ディビジョン	小田 稔	MINORU ODA
構造設計ディビジョン	廣邊 琢也	TAKUYA HIROBE
構造設計ディビジョン	野口 恭司	YASUSHI NOGUCHI

端部に鉛直スリットまたは開口を設けた変断面壁梁の加力実験を行い、ひび割れ性状、最大耐力および設計時のモデル化について検討した。最大耐力の実験値は RC 規準による曲げ耐力計算値と良い対応を示した。壁部材の短期許容せん断力相当を加力した後の残留せん断ひび割れ幅は 0.05mm 以下となり、損傷が比較的小さいことを確認した。変断面壁梁のせん断剛性低下率 β は、RC 規準による値より小さいことが明らかとなり、せん断変形角 0.2%時に $\beta=0.1$ とすることで、線材モデルの解析結果は実験結果と良く対応することを示した。
キーワード：スリット、開口、変断面、ひび割れ、せん断剛性低下率、モデル化

Loading tests of non-uniform wall girders with a vertical slit or opening at the end were conducted, and the crack behavior, the ultimate strength and modeling were discussed. The experimental values of the ultimate strength agreed with the calculated values by RC standard. The residual shear crack widths after allowable shear strength level were not greater than 0.05mm. The retention factors of shear rigidity β were smaller than the calculated values. The experimental results corresponded with the analytical results by the rod element model with β of 0.1 when shear deformation angle was 0.2%.

Key Words: Slit, Opening, Non-uniform Cross Section, Crack, Shear Retention Factor, Modeling

1. はじめに

高い剛性・耐力を有する鉄筋コンクリート造の耐震壁は、配置による偏心率の増大や地震時の基礎の引き抜きなどの一因となり、構造設計上の制約を受けることがある。偏心率を抑えるためには重心と剛心とが極力近くなるように剛性を調節しなければならないが、耐震壁の数や位置を任意に調整することは建築計画上容易ではない。

本研究では、建物全体の剛性調整の自由度を向上させることを目的とし、耐震壁の床レベルに水平スリットを、柱一壁板間の下部に鉛直スリットを設け、耐震壁を変断面壁梁として扱うこととした。

本報では、上述した変断面壁梁の加力実験を実施し、壁板のひび割れ状況、ひずみ性状、最大耐力および設計時のモデル化について検討した。

2. 実験概要

(1) 試験体

板状集合住宅における試験体の想定部位を図-1 に示す。試験体は、柱一壁板間の下端から部分的に鉛直スリットを設けた部位（図-1 の左端）と、バルコニー部の隣戸への避難経路となる開口を設けた部位（同図右端）を想定した変断面壁梁 2 体である。試験体形状を図-2 に、試験体の諸元を表-1 に示す。本実験では、水平荷重時の梁の反曲点位置をスパン中央に仮定し、壁梁長さの半分を片持梁形式で加力した。試験体の縮尺率を約 85%とし、梁幅 b を 195mm、中央部断面のせい D_c を 2580mm とした。

試験体 No.1 には端部に幅 20mm、高さ 400mm の鉛直スリットを、試験体 No.2 には幅 680mm、高さ 830mm の開口を設けた。梁幅 b に対する端部断面の梁せい D の形状比 D/b は、No.1 は 11.2、No.2 は 9.0 である。端

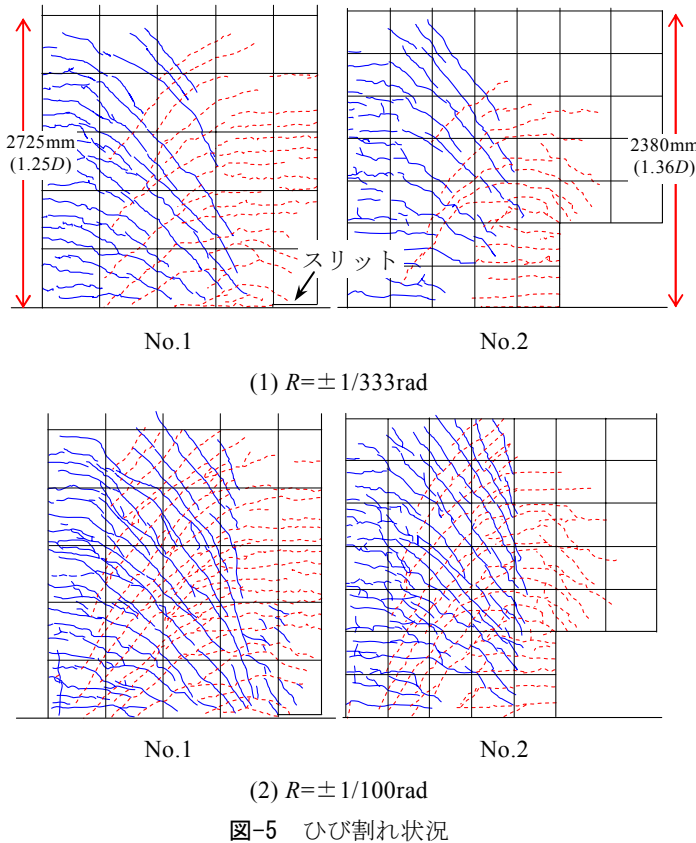


図-5 ひび割れ状況

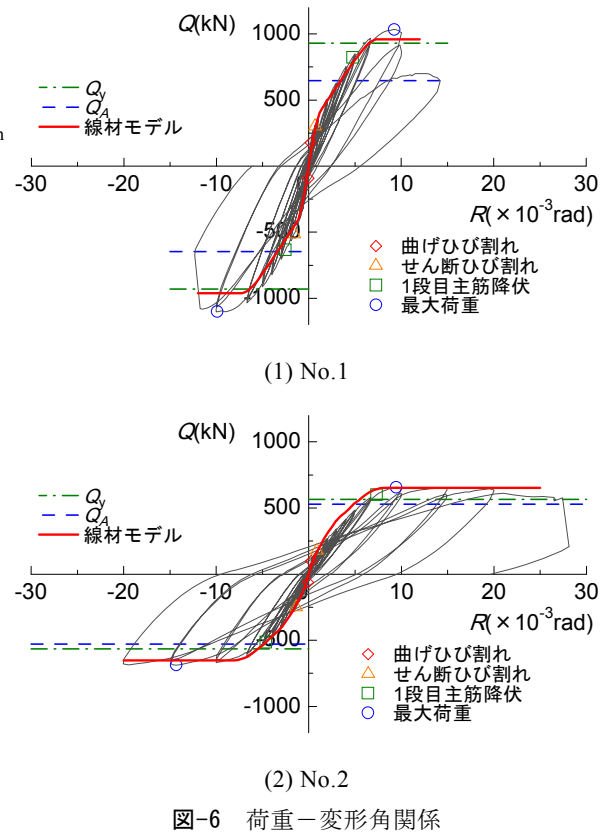


図-6 荷重-変形角関係

(2) 加力方法と計測方法

加力方法を図-3 に示す。試験体を 90 度回転させ、スタブを反力床に固定し、2000kN 油圧ジャッキで反曲点位置を押し引きすることにより正負交番繰返し载荷を行った。加力は変位制御とし、折り返し変形角 $R = \pm 1/2000, 1/1500, 1/1000, 1/500, 1/333, 1/250, 1/200, 1/150, 1/100$ rad (各 2 回) を基本とした。

計測方法を図-4 に示す。载荷位置の変形量、梁上端、軸芯、梁下端および梁底の変形量を計測し、ひずみゲージにより主筋および肋筋のひずみを計測した。水平変位は正加力方向を正とした。

3. 実験結果

(1) 破壊状況

変形角 $R = \pm 1/333$ rad および $\pm 1/100$ rad 载荷後の梁端部近傍のひび割れ状況を図-5 に、荷重 Q -変形角 R 関係を図-6 に示す。図-5 では正加力時のひび割れを実線で、負加力時のひび割れを破線で示している。

No.1 では曲げひび割れの発生後、正加力の $R = +1/1493$ rad に、負加力の $R = -1/629$ rad にせん断ひび割れが発生した。 $R = +1/211$ rad で上端 1 段目主筋が降伏し、 $R = +1/109$ rad の最大荷重に達するまでに 7 段目主筋まで降伏した。負加力時は、 $R = -1/379$ rad で梁端部の下端 1

表-4 実験結果と計算結果一覧

試験体名	No.1	No.2
最大荷重 Q_{max} (kN)	1102	688
Q_{max} 時の層間変形角 R_{max} (rad)	0.0099	0.0143
短期許容せん断力 Q_d (kN)	648	528
曲げ耐力時せん断力 Q_s (kN)	930	565

段目主筋が降伏し、 $R = -1/101$ rad の最大荷重までですべての下端筋が降伏に至った。 $R = +1/100$ rad の 2 回目のサイクルでは、曲げ圧縮域のコンクリートが圧壊し、荷重が低下した。

No.2 では正加力の $R = +1/1136$ rad、負加力の $R = -1/735$ rad でせん断ひび割れが発生した。 $R = +1/150$ rad で上端 1 段目主筋が降伏し、 $R = +1/106$ rad の最大荷重までに上端筋は 7 段目主筋まで降伏した。負加力では $R = -1/216$ rad で下端 1 段目主筋が降伏し、 $R = -1/70$ rad で最大荷重を示した。端部断面の形状比 D/b が No.1 より小さい No.2 は、 $R = \pm 1/50$ rad まで荷重を保持し、その後 $R = +1/36$ rad でコンクリートが圧壊し荷重が低下した。梁底の位置には最終加力までひび割れがほとんど発生しなかった。

実験結果と計算結果の一覧を表-4 に示す。壁部材の短期許容せん断力 Q_d は「鉄筋コンクリート構造計算規準 (日本建築学会)」¹⁾ (以下、RC 規準) の式を用いた。壁部材の短期許容せん断力相当 (No.1 は $R = \pm 1/333$ rad,

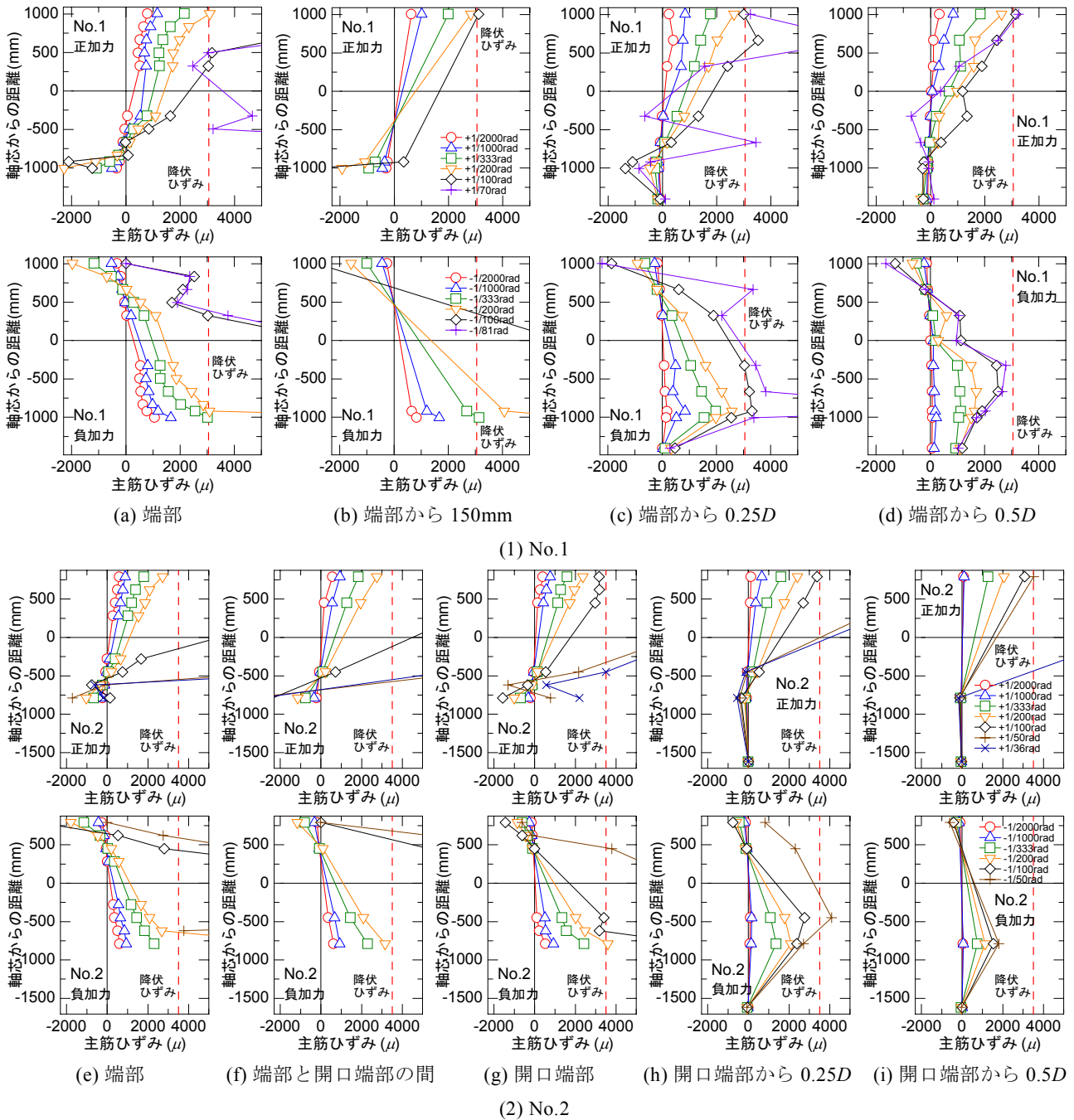


図-7 断面方向のひずみ分布

No.2 は $R=\pm 1/200\text{rad}$ を載荷した後の残留せん断ひび割れ幅は両試験体とも 0.05mm 以下であった。 $R=\pm 1/100\text{rad}$ 終了後の残留せん断ひび割れ幅は No.1 で最大で 0.80mm 、No.2 では最大で 0.15mm となった。

(2) ひずみ性状

部材断面方向の主筋のひずみ分布を図-7 に示す。図中の「軸芯からの距離」は、軸芯(図-2 参照)から梁上端の方向を正、梁下端の方向を負とする。(a)から(i)の位置は図-2 に示した位置の断面と対応している。

No.1 の主筋のひずみ分布は、引張・圧縮域ともに上端・下端1段目主筋のひずみが卓越する形状を示している。端部断面の形状比 D/b の小さい No.2 のひずみは No.1 に比べて直線状となり、中央部断面の梁上端から梁下端までのひずみ分布も、開口端部から $0.5D$ の範囲までは平面保持仮定に近い分布形状を示した。

図-7 (d)より No.1 の負加力時に端部から $0.5D$ の位置では梁底の主筋の引張ひずみが生じているが、それ以外の位置では両試験体とも正加力・負加力にかかわらず、ひずみはほとんど発生しなかった。

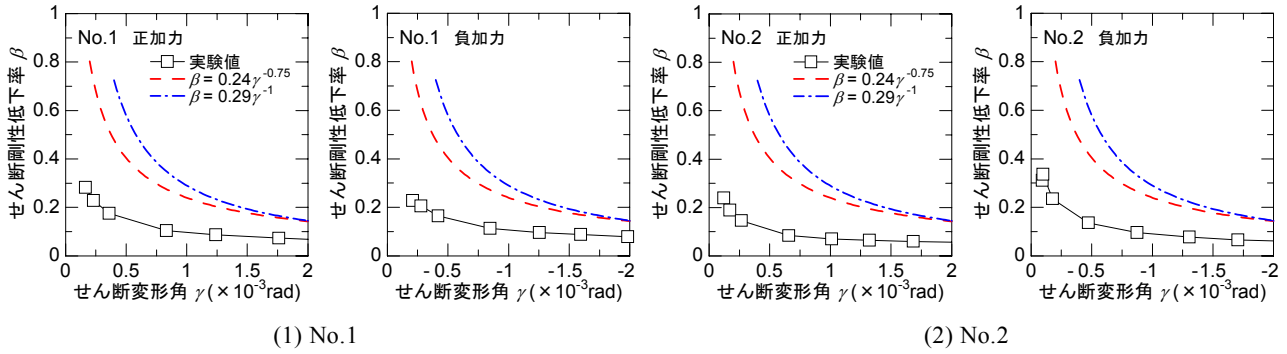


図-8 せん断剛性低下率とせん断変形角の関係

(3) 最大耐力

最大荷重実験値 Q_{max} と曲げ耐力計算値 Q_y を表-4 に示す。 Q_y は圧縮縁から全引張主筋の重心位置までを有効せい d として算定した曲げ耐力時せん断力¹⁾であり、式(1)により求めた。

$$Q_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d / a \quad (1)$$

ここで、

- a_t : 引張側主筋全断面積
- σ_y : 鉄筋の降伏点
- d : 有効せい (図-2 参照)
- a : 梁端部から荷重位置までの長さ

計算値に対する実験値の比率 Q_{max}/Q_y は No.1 が 1.18, No.2 が 1.22 となり良い対応を示したが、形状比 D/b がさらに大きくなる場合には検討が必要であろう。

4. 変断面壁梁のモデル化

(1) せん断剛性低下率

初期せん断剛性に対する割線せん断剛性の比としてせん断剛性低下率 β を求める。本実験における試験体はスリットや開口のある変断面部材であるため、各断面における初期せん断剛性 (K_e , K_c) を求め、式(2)により直列ばねとしての部材全体の初期せん断剛性 K_{total} を算出した。

$$\frac{h_e + h_c}{K_{total}} = \frac{h_e}{K_e} + \frac{h_c}{K_c} \quad (2)$$

ここで、

- h_e : 端部断面 (スリットまたは開口) の長さ
- h_c : 中央部断面の長さ (= $a - h_e$)
- K_{total} : 部材全体の初期せん断剛性
- K_e : 端部断面における初期せん断剛性
 $K_e = G \cdot A_e / \kappa$
- K_c : 中央部断面における初期せん断剛性
 $K_c = G \cdot A_c / \kappa$
- G : コンクリートのせん断弾性係数

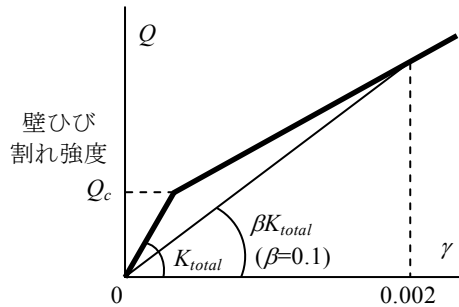
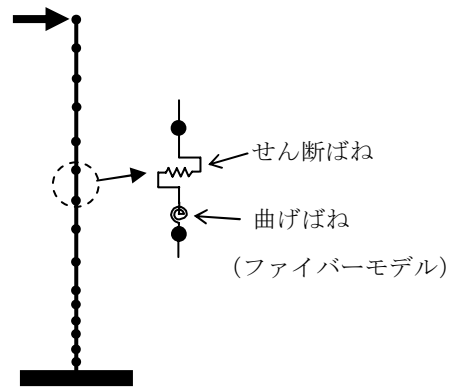


図-9 モデル

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

- A_e : 端部断面の断面積
- A_c : 中央部断面の断面積
- κ : 形状係数で、1.2¹⁾
- E : コンクリートのヤング係数
- ν : ポアソン比で、0.2

せん断変形角 γ は、全体変形から曲げ変形を差し引いてせん断変形を算出し、長さで除すことにより求めた。曲げ変形は図-4 に示す試験体の梁上端、梁下端および梁底に取り付けた変位計により算出した。荷重 Q とせん断変形角 γ の比 Q/γ を割線剛性とし、これを K_{total} で除して実験時のせん断剛性低下率とした。

せん断剛性低下率 β とせん断変形角 γ の関係を図-8 に示す。図-8 には、RC 規準¹⁾付録 13 の耐震壁のせん断

剛性低下率式（式(3)および式(4)）を併記した。

$$\beta = 0.24 \cdot (\gamma \times 10^3)^{0.75} \quad (1/5000 \leq \gamma \leq 1/400 \text{rad}) \quad (3)$$

$$\beta = 0.29 \cdot (\gamma \times 10^3)^{-1} \quad (1/2500 \leq \gamma \leq 1/350 \text{rad}) \quad (4)$$

実験結果より求めたせん断剛性低下率（□印）は、せん断変形角 γ が大きくなるに伴って徐々に小さくなり、せん断変形角 0.2%時では 0.1 を若干下回る値となった。また、本実験の剛性低下率は式(3)および式(4)による値よりかなり小さくなっている。これは、式(3)および式(4)が両側柱付き壁を対象としているのに対し、本実験では試験体の両端部（梁上端、梁底）に柱がないため、せん断ひび割れの伸展に伴ってせん断剛性が大きく低下したものと考えられる。

（2）増分解析結果

試験体を線材置換（15分割）し、各要素にファイバーモデルによる曲げばねとせん断ばねを設けた線材モデルを図-9に示し、そのモデルによる荷重増分解析結果を図-6に併記した。ここで、曲げばね設定時のコンクリートの降伏強度は、せん断ひび割れが多数発生した状態を考慮し、有効圧縮強度²⁾とした。また、せん断ばねはバイリニア型とし、本実験結果を参考にせん断変形角 0.2%時のせん断剛性低下率を 0.1 とした。解析結果は実験結果と良い対応を示しており、せん断剛性を適切に考慮することによって、本壁梁の復元力特性を評価できることがわかった。

5. まとめ

端部にスリットまたは開口を設けた変断面壁梁の片持梁形式の加力実験結果について報告し、以下の知見を得た。

- ① 壁部材の短期許容せん断力相当を加力した後の残留せん断ひび割れ幅は 0.05mm 以下であった。
- ② 最大耐力の実験値は RC 規準の曲げ耐力略算式による計算値と良く対応した。
- ③ 変断面壁梁は、ファイバーモデルによる曲げばねとせん断剛性低下率を適切に考慮したせん断ばねを用いた線材モデルでモデル化できる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999